

既存木造住宅の耐震性能と耐震補強効果に関する 実験的研究

構造研究グループ 上席研究員 河合 直人

目 次

はじめに

研究の経緯

- 1) 各種耐震補強構法の性能評価法
- 2) 「木造住宅の耐震診断と補強方法」の改訂
- 3) 大都市大震災軽減化特別プロジェクト

各種耐震補強構法の性能評価法

- 1) 各種の耐震補強構法
- 2) 性能評価法の検討
- 3) 耐震補強構法の振動実験

2004年版「木造住宅の耐震診断と補強方法」の概要と技術的背景

- 1) 2004年改訂の概要
- 2) 柱頭柱脚の接合部による耐力低減
- 3) 伝統的木造住宅における柱の曲げ抵抗

木造住宅の補強・無補強試験体の震動台実験

- 1) 目的と概要
- 2) 試験体概要
- 3) 耐震診断と補強方法
- 4) 入力地震波
- 5) 実験結果の概要

まとめ

参考文献

はじめに

建築物における木材利用は、二酸化炭素の排出削減の点からも推奨されるべきものであるが、木材を主要構造材とする建築物は度重なる地震で甚大な被害を受けてきており、その構造信頼性は必ずしも高いものとはいえない。一方、我が国では木造建築物の普及率が高く、住宅の約65%を占めている。つまり、木造建物の構造性能の信頼性向上を図り、更にその汎用性を広

げることが、地域の安全性を高めるばかりでなく、地球環境の保全の点からも早急に解決すべき課題であると言える。

そのうち最も緊急の課題は既存木造住宅の耐震化である。木造戸建て住宅に関しては、総数約2,450万戸のうち耐震性の不十分なものが約1,000万戸あるという推計が国交省から出されている。耐震改修の必要性が叫ばれており、自治体による補助等の行政的支援もあるが、期待されるほど改修が進まないのが

現状である。

木造住宅の耐震性能評価は、部材レベルまでのモデル化や倒壊に至る過程の把握まで含めると大変難しい課題であるが、木造住宅の耐震性能評価技術を高度化することは耐震補強を推進する上でも欠かせない課題であった。また、耐震診断手法の高度化はもとより、耐震補強を前提とした補強指針、それを踏まえた耐震補強手法の確立といった一連の課題が残されていた。

このような視点に立って、建築研究所では木造住宅の耐震性能評価や耐震補強方法に関する研究を重ねてきたが、研究成果を取り入れる形で耐震診断法が2004年に改訂され、耐震改修構法に対する性能評価も進みつつある。さらに、実際の既存住宅を用いて、この診断法で耐震性能が十分と判断されるよう補強した場合と無補強の場合を比較する大規模な振動台実験も行われ、診断法に関する妥当性の検証も行われている。

ここでは、これら既存木造住宅の耐震性能評価と耐震補強効果に関する一連の研究について、概要を報告する。

研究の経緯

1) 各種耐震補強構法の性能評価法

耐震補強方法は、様々な種類のものが民間で提案されているが、制震材料を用いたもの、免震によるもの、独立柱形式のもの、ラーメン構造による補強など、当時の耐震診断法では想定していないために、補強後の耐震性能評価が試行錯誤的に行われている状況があった。このため、建築研究所では、こうした各種の補強構法に対応した補強後診断技術を取りまとめ、木造住宅の耐震補強の推進に寄与することを目的として、平成14年度から16年度にかけて「既存木造住宅の構造性能向上技術の開発」を実施した。本研究課題においては、各種の耐震補強構法に関する情報収集、各種補強構法の性能評価方法の検討、補強後の耐震性能評価方法の検討を行い、木造住宅耐震補強構法の耐震性能評価マニュアル¹⁾をとりまとめた。

2) 「木造住宅の耐震診断と補強方法」の改訂

木造住宅の耐震診断法としては、財団法人日本建築防災協会（以下、建築防災協会）が昭和60年に発行した「木造住宅の耐震精密診断と補強方法」が、長らく我が国の耐震診断法の最も標準的なものとして、地方自治体にも用いられ、耐震改修法にも位置付けられていた。平成16年7月に、木質構造の耐震性に関する最新の知見を入れて、タイトルも「木造住宅の耐震診断と補強方法」と変え、改訂版が発行された²⁾。建築研究所からは、原案作成部会会長を含む3名が原案作成に参加し、後述の大

都市大震災軽減化特別プロジェクトにおける耐震診断法の検討の成果など、近年の研究成果が反映される形となった。現行の耐震改修促進法における耐震診断法の告示も、この改訂版とほぼ同様の内容となるよう平成18年1月に改正が行われた。

3) 大都市大震災軽減化特別プロジェクト

平成14年9月から平成19年3月までの約5年間の計画で、大都市圏において大地震が発生した際の人的・物的被害を大幅に軽減するための科学的・技術基盤を確立することを目的として、文部科学省科学技術振興費による「大都市大震災軽減化」特別プロジェクトが実施されている。このうち、「震動台活用による構造物の耐震性向上研究」は、防災科学技術研究所が兵庫県三木市に建設し、平成17年3月に建設した「実大3次元震動破壊実験施設」(E-ディフェンス)等の施設を活用して耐震に関する実験・研究を行い、構造物の耐震性の飛躍的向上を図ることを目的としたものである。

木造建築物に関して、建築研究所はこの「震動台活用による構造物の耐震性向上研究」の「4.木造建物実験」及び「地震防災対策への反映」の「1.事前対策に関する研究」に参加し、委員会メンバーとして震動台実験の実施に協力するとともに、建築研究所の研究分担内容として、震動実験で用いた試験体の構造要素実験、既存木造建物の地震応答観測、木造住宅の耐震診断・補強方法の検討を行ってきた。耐震診断法の検討は、前述のように建築防災協会の「木造住宅の耐震診断と補強方法」に反映されている。平成17年度には、E-ディフェンスにおいて、実際に建つ既存木造住宅2棟を移築し、この診断法で十分な耐震性能があると判断されるように補強した場合と無補強の場合を比較する大規模な振動台実験も行われ、耐震補強の効果、及び耐震診断法の妥当性の検証を行っている。

各種耐震補強構法の性能評価法

1) 各種の耐震補強構法

平成14年度に建築研究所主催で木造住宅の耐震補強構法技術コンペを実施し、優秀な耐震補強構法を選出するとともに、現在の耐震補強後の診断法の問題点を指摘した。このコンペでは平成14年7月に募集を開始し、同年12月に国土交通大臣賞など、優秀な作品を選出している。計45件の募集があり、審査対象となった構法は28点であった。図1にはコンペの優秀作7点を施主の要望と条件などで分類整理し示した。居ながら補強を可能にする構法や、既存の住宅に対する合理的な施工が可能であるもの、効率的に地震のエネルギーを吸収できる装置などが

並ぶ。そのほか、鉄骨による外部補強や、床や天井をはがすことなく施工できる耐力壁などがある。木造住宅は年代や地域によって多様な構法がある上に、施主の望む条件も多様であり、あらゆる条件下において対応可能で、かつ安価な補強方法というものは提案されていない。ケースバイケースにあった補強方法をいくつかあるバリエーションから選択することになる。

耐震補強後の診断については、制震材料を用いたものや免震によるもの、さらに独立柱形式のものやラーメン構造について、当時の「木造住宅の耐震精密診断と補強方法」では想定していなかったこともあり、試行錯誤を繰り返しながら、補強後の耐震性能を評価していることがわかった。そこで、制震装置とラーメン構造を取り上げ、評価法試験法の提案に着手することとした。

2) 性能評価法の検討

「木造住宅耐震補強構法の耐震性能評価マニュアル作成委員会」を組織し、試験法、評価法について専門家、行政担当者から意見を聴取するとともに、民間企業との共同研究「既存木造住宅の新しい耐震補強構法の評価法と試験法に関する研究」を通じて、評価例を作成した。

制震装置つき壁の評価法については等価耐力の考え方をを用いた。地震時の振動の減衰による加速度の低減係数Fhは、建物の減衰定数をhとして以下の式で示される。

$$Fh = \frac{1.5}{1+10h} \quad \text{式(1)}$$

建物の受ける地震力は(建物の質量)×(加速度)で表現でき、Fhは地震力の減衰による低減率ともいえる。つまり、地震力が同じであれば、hの減衰を有する建物は見かけ上、耐力が(1/Fh)倍に増加したと考えたものが等価耐力である。

ラーメン構造の問題点は面材系の壁と復元力特性が異なること、既存木造住宅との接合方法と基礎等への固定方法、鉛直荷重支持能力などと考えられる。しかし、ラーメンを構成する軸組が鉛直荷重を負担しないことを条件に、基本的には面材系の試験法を踏襲する方向で整理した。なお、鉛直荷重を負担しないとは、ラーメンを構成している部材や接合部の崩壊によって、連鎖的に建物の崩壊に至らないことを担保している。

3) 耐震補強構法の振動実験

以上の評価法、試験法を実験的に確認した。まず性能評価を目的に構面等の加力試験をおこない、ついで、評価された値に基づいて試験体を設計し、振動台実験によって安全性を確認した。図2は任意の層間変形角を目標に任意の周波数で繰り返し

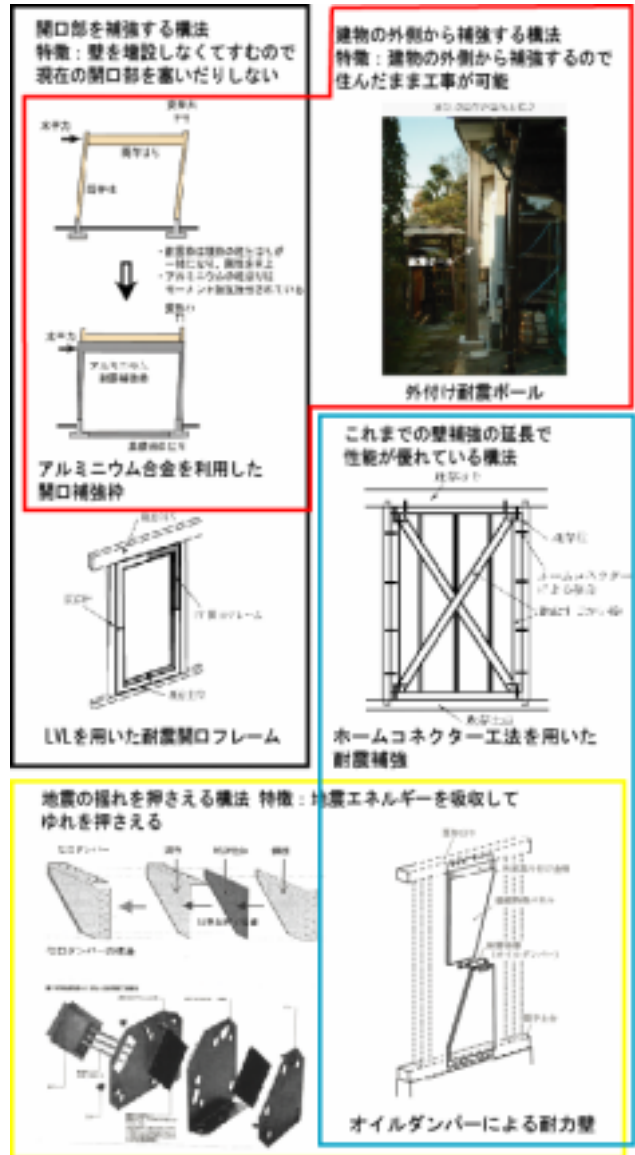


図1 木造住宅の耐震補強構法コンペ優秀作

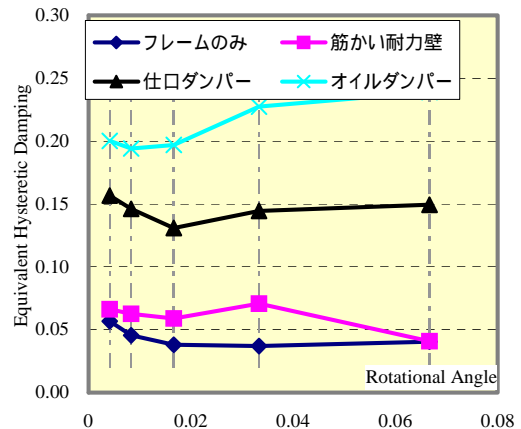


図2 耐力壁の繰り返し加力試験による等価粘性減衰定数

加力試験を行って、耐力壁の等価粘性減衰定数 h を求めたものである。ダンパー系では15%を超え、オイルダンパーでは20%以上となる。仮に20%であれば $Fh=0.5$ であり、見かけの耐力は2倍に上昇するとみなされる。図3は振動台実験の結果を示したもので、大地震時の応答低減効果が顕著に見られる。

これらの実験結果も参考にして、木造住宅耐震補強構法の耐震性能評価マニュアルをとりまとめた。このマニュアルは、現在、財団法人日本建築防災協会が実施している住宅等防災技術評価において各種の耐震改修構法の評価に活用されている。

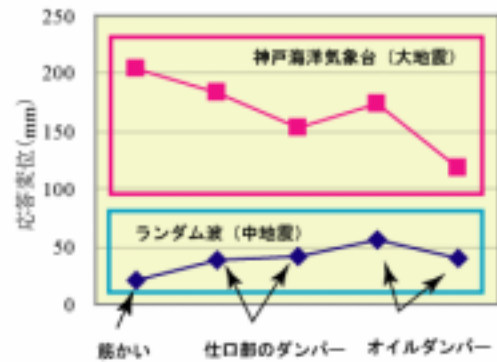


図3 振動実験における最大応答変位の比較

2004年版「木造住宅の耐震診断と補強方法」の概要と技術的背景

1) 2004年改訂の概要

財団法人日本建築防災協会発行の「木造住宅の耐震診断と補強方法」の改訂の主旨には、適用範囲の拡大、耐震診断法の充実、評価対象の耐力要素の拡大、診断対象の地震動の明確化、診断法の精緻化、補強方法の充実の6項目が挙げられている。

適用範囲の拡大については、3階建てと伝統的構法が適用範囲に追加されたこと、耐震診断法の充実としては、ダンパーなど各種の補強構法にも対処するため、保有水平耐力計算、限界耐力計算及び時刻歴応答計算のルートが設けられたこと、評価対象の耐力要素としては腰壁垂れ壁の効果や伝統的構法における柱の曲げによる抵抗が盛り込まれたことなどが挙げられる。また、大地震動に対する倒壊の危険性を判断する診断であることが明記されたことも改訂のポイントである。以下、診断法に新たに盛り込まれた柱頭柱脚の接合部による低減係数と、伝統的構法の柱の曲げ抵抗の評価について述べる。

2) 柱頭柱脚の接合部による耐力低減

耐力低減の必要性

地震力に対する終局状態で、耐力壁の剪断破壊が生じる以前に周辺の接合部が先行破壊した場合、耐力壁の耐力が十分に発揮されずに層のせん断耐力が低下する。そのため、新築の住宅に対する設計法としては、耐力壁に見合う接合部の仕様を選択し、接合部の先行破壊を生じさせない設計が求められている。平成12年建設省告示第1446号はこの主旨に沿った規定であり、一方、日本住宅・木材技術センター発行の「軸組工法住宅の許容応力度計算」においても、同様に接合部の先行破壊を生じさせない設計法とされている。

しかしながら、このような設計法は新築の住宅には対応

できても、既存住宅では接合部が十分な耐力を有するとは限らず、逆に不十分な接合仕様である場合にどれだけ耐力が低下するかという評価方法が必要となる。このため耐震診断の改訂では、柱頭柱脚の接合部の条件による耐力壁等の耐力の低減係数が診断法に新たに付け加わった。

耐震診断における考え方と解析の概要

既存の木造住宅では、一般に、接合部の先行破壊が生じるおそれがゼロではない。接合部の先行破壊が生じた場合、その後の挙動については柱の引き抜けに伴う踏み外しや、面材耐力壁の面材下部の釘が効かなくなることによる耐力低下など、十分に解明できていない点もあるが、接合部破壊に伴う耐力壁の回転によって生じる構面の耐力低下は、数値計算により予測可能である。そのため、今回の改訂においては、耐力壁耐力と接合部の仕様、通し柱の有無などをパラメータとしたいいくつかの仕様に対する数値計算結果に基づいて耐力低下をあらかじめ算出し、耐力壁等の耐力低減係数・剛性低減係数として導入することとしている。

解析において想定した壁体は7P(6,370mm)の長さを持つ2層構面で、耐力壁の非線形ブレース置換モデル、及び接合部の非線形パネを用いた解析により、耐力壁の耐力と接合部仕様の組合せに対する構面耐力の低下率を計算した。図4に解析モデル図を示す。腰壁垂れ壁の有無、1、2階の耐力壁の壁倍率、通し柱の有無、接合部仕様(金物なし~HD-20)を変えた24種類の解析を行った。

腰壁垂れ壁がない場合の耐力壁の回転拘束は、桁材に依存することになるが、桁の断面は10.5cm×24cm、樹種はスギを、また、柱は全て10.5cm角のスギを想定している。水平力については、1階と2階で等しい水平力を加えて増分解析を行った。鉛直荷重は、各柱の直上において梁の節点に、いわゆるN値計

算で想定する軸力に相当する荷重、すなわち2階端部の柱上 2.1168kN、内部の柱上 3.1752kN、1階端部の柱上 3.1752kN、内部の柱上 5.292kN を加えている。

図5に解析結果として得られたの層せん断力と層間変形角の関係の例を示す。

耐震診断における低減係数

解析結果から、構面におけるせん断耐力の低下率について全体的な傾向を見ると、およそ以下の通りである。

- ・低減係数は高い倍率の耐力壁を用いた場合に小さな値となる傾向を示す。
- ・構面の端部に通し柱を有する場合は、管柱の場合に比べて耐力低下の割合が小さい(低減係数が大きくなる)。
- ・一般に接合耐力が不十分な場合、2階構面の耐力低下の方が1階構面の耐力低下よりも顕著である。

一例として1階、2階ともに壁倍率3.5の場合の1階のせん断耐力は、全ての柱頭柱脚に引き寄せ金物 HD-20 を設けた場合に比べて、全て CP-T の場合(3-T)には80%程度、端部の1~2階柱相互にのみ引き寄せ金物を設けた場合(3-C)(端部の柱が通し柱である場合もこれとほぼ同様と考えられる)には約60%に低下する。さらに2階のせん断耐力の低下は顕著で、全て HD-20 の場合に比べて、全て CP-T の場合には50%、端部通し柱の場合で35%、金物無しの場合には20%程度となる。ちなみに全て HD-20 という想定は、現実にはまずないと思われるが、耐力壁の耐力が十分に発揮される場合という想定である。

これらの計算結果を整理し、最上階とその他に分け、さらに最下階では基礎の仕様も同様に構面の耐力低下に繋がると考えて、耐震診断に用いる低減係数が提案されている(表1、表2)。

3) 伝統的木造住宅における柱の曲げ抵抗

概要

伝統的な木造住宅では、垂れ壁と柱からなる門型フレームが地震に対する抵抗要素になることが従来から指摘されている。今回の耐震診断の改訂では、一般診断及び精密診断(保有耐力診断法)において、この垂れ壁と独立住からなる抵抗要素について、柱1本当たりの耐力という形で壁量と同様に加算ができたことになった。ここでは、その考え方と診断法の概要について説明を加える。

耐震診断における考え方

垂れ壁(内法壁)と独立柱からなるフレームについては、柱1本ずつを取り出して垂れ壁のせん断変形(弾塑性)と柱の曲

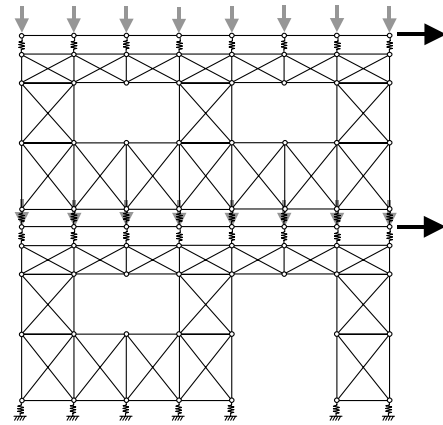
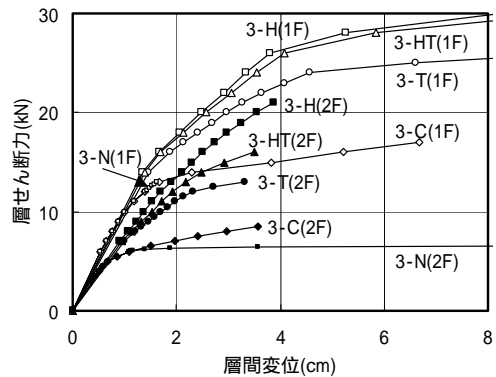
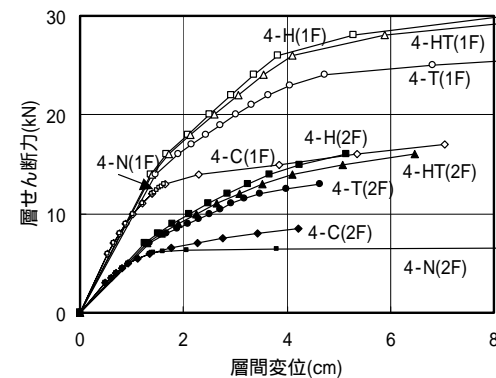


図4 接合部による耐力低減の検討のための解析モデル

1) 壁倍率: 1階 3.5、2階 3.5(腰壁垂れ壁なし)



2) 壁倍率: 1階 3.5、2階 2.0(腰壁垂れ壁なし)



記号の H は全ての柱上下に引き寄せ金物 HD-20 使用、HT は両端の柱上下に HD-20、内部の柱上下に CP-T 使用、T は全ての柱上下に金物 CP-T 使用、C は両端の1階柱頭と2階柱脚間に HD-20 使用(通し柱の想定)、N は全ての接合部に金物無しを表す。

図5 解析結果の荷重変形関係の例

表1 最上階（平屋建ての1階を含む）における低減係数

接合部の仕様	壁のせん断耐力 (kN/m)	2.5 未満			2.5 以上 4.0 未満			4.0 以上 6.0 未満			6.0 以上		
	基礎の仕様												
接合部の仕様	平 12 建告 1460 号に適合する仕様	1.0	0.85	0.7	1.0	0.7	0.35	1.0	0.6	0.25	1.0	0.6	0.2
	羽子板ボルト、山形プレート VP、かど金物 CP-T、CP-L、込み栓	1.0	0.85	0.7	0.8	0.6	0.35	0.65	0.45	0.25	0.5	0.35	0.2
	ほぞ差し、釘打ち、かすがい（構面の両端が通し柱の場合）	0.7	0.7	0.7	0.6	0.5	0.35	0.45	0.35	0.25	0.35	0.3	0.2
	ほぞ差し、釘打ち、かすがい	0.7	0.7	0.7	0.35	0.35	0.35	0.25	0.25	0.25	0.2	0.2	0.2

この表において、基礎の仕様 ~ は以下の通り。
 健全な鉄筋コンクリートの布基礎又はべた基礎
 ひび割れのある鉄筋コンクリートの布基礎又はべた基礎、無筋コンクリートの布基礎、柱脚に足固めを設けた玉石基礎
 その他の基礎
 ただし、2階建ての2階、3階建ての3階に対しては の欄の数値を用いる。

表2 2階建ての1階、3階建ての1階及び3階建ての2階における低減係数

接合部の仕様	壁のせん断耐力 (kN/m)	2.5 未満			2.5 以上 4.0 未満			4.0 以上 6.0 未満			6.0 以上		
	基礎の仕様												
接合部の仕様	平 12 建告 1460 号に適合する仕様	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	1.0	0.85	0.7	1.0	0.8	0.6
	羽子板ボルト、山形プレート VP、かど金物 CP-T、CP-L、込み栓	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	0.9	0.8	0.7	0.8	0.7	0.6
	ほぞ差し、釘打ち、かすがい（構面の両端が通し柱の場合）	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6
	ほぞ差し、釘打ち、かすがい	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6

この表において、基礎の仕様 ~ は上の表と同。ただし、3階建ての2階には の数値を用いる。

げ変形（弾性～破壊）の加算が成り立つものとする、図6のようなモデル化が可能である。図6において、 δ_w は柱が剛である場合の垂れ壁のせん断変形による変形であり、 δ_c は鴨居から下の高さ h_1 における柱の曲げ変形による加算分である。

これに対して、柱は弾性から破壊に至るもの、垂れ壁は土塗り壁などと同様の荷重変形関係を示すものとするれば、変形の重ね合わせにより、図7のように荷重変形関係が求められる。

ここで重要な点は、柱の曲げ破壊と垂れ壁の剪断破壊のどちらが生じるかである。図2の(a)は柱の曲げ破壊荷重が垂れ壁のせん断耐力よりも小さいために柱の曲げ破壊が生じる場合で、水平力が急激に低下するため、粘りのない脆性的な破壊になる。一方、図2(b)は柱の曲げ破壊が生じず、垂れ壁のせん断破壊が進んで耐力低下が徐々に起こる場合である。この場合は垂れ壁の構造特性が現れて、比較的粘りのある性状を示す。

耐震性の確保から言えば、(b)の場合の方がエネルギー吸収能力に富み、好ましい挙動を示す。また、地震による損傷時に、鉛直荷重支持能力を失わないという観点からも、(a)の柱の曲げ破壊は避けたい現象である。この(a)(b)どちらになるかは、柱の

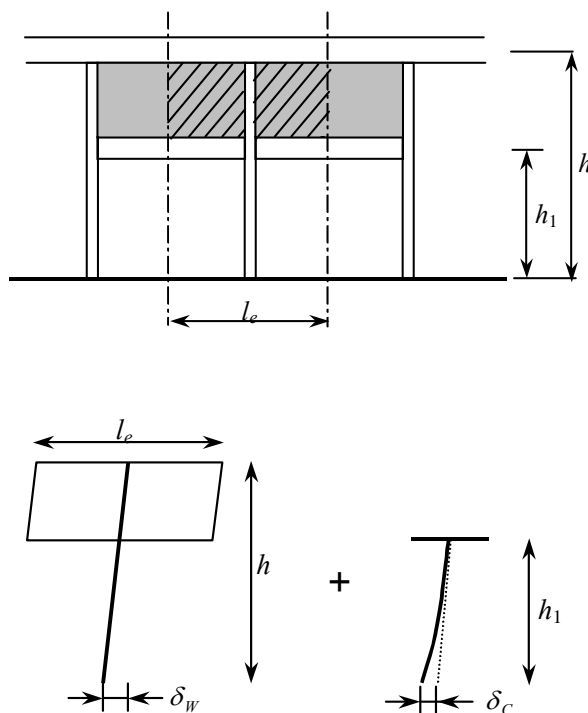


図6 垂れ壁と柱からなるフレームのモデル化

曲げに対する強さ、すなわち樹種や断面寸法と、垂れ壁の強さのバランスで決まることになる。太い柱を用いれば、あるいは垂れ壁をそれほど剛強なものとしなければ(b)の形となる。

耐震診断での扱い

改訂された耐震診断では、伝統的な構法の住宅を念頭において、一般診断においては「その他の耐力要素の耐力 P_e 」の算出でこの垂れ壁付き独立柱の耐力を加算する方法が、また、精密診断（保有耐力診断法）では、保有する耐力 Q_d の算出で有開口壁の耐力を加算する代わりに垂れ壁付き独立柱の耐力を加算する方法が示されている。

この場合、柱 1 本あたりの耐力 P_a の数値は、上記のような終局に至る荷重変形関係に基づき、完全弾塑性に置換した場合の終局耐力 P_u と靱性 μ を用いて、次式により算出されている。

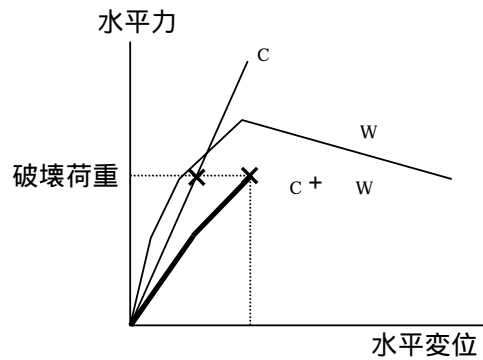
$$P_a = 0.3P_u (2\mu - 1) \quad \text{式(2)}$$

「木造住宅の耐震診断と補強方法」資料編 「4.3 特殊な耐力要素 - 垂れ壁付き独立柱の等価壁倍率・許容耐力」には 3 種類の柱の樹種、7 種類の柱断面、6 種類の垂れ壁強さ、2 種類の柱間隔について計算結果が記載されている。土塗り壁（中塗り程度）の垂れ壁（許容耐力 3kN 程度）とした場合には、ヒノキの正方形断面の柱で径が少なくとも 150mm を超えないと柱の曲げ破壊が生じる計算になる。計算結果を整理した一例（柱がヒノキで垂れ壁の許容耐力が 1 ~ 3kN/m の場合）を表 3 に示す。網掛け部分は柱の曲げ破壊を生じる恐れがあるものである。耐力の算出に当たっては靱性を考慮しているため、柱の曲げ破壊が生じる場合には小さめの値となっている。

改訂された耐震診断においては、一般診断では柱の曲げ破壊の有無をチェックしないので、曲げ破壊を生じやすい径 150mm 未満の柱は耐力に加算しないこととしている。また、精密診断（保有耐力診断法）では、径 120mm 以上の柱から耐力を加算している代わりに、「各部の検討」において柱の曲げ破壊の恐れがないかどうかをチェックすることとしている。

なお、この計算方法では、簡単のため、柱と鴨居、差鴨居との接合部では、引張破壊を生じないと仮定し、また隣接する柱や壁との変形の適合条件は必ずしも満たしていない（厳密に構面全体の変形を考えるとつじつまが合わない）ものとなっている。しかしながら、柱の曲げ破壊の有無も考慮して荷重変形関係を求めている点で、簡易な耐震診断には適当な方法であると言える。

(a)柱の曲げ破壊が生じる場合



(b)柱の曲げ破壊が生じない場合

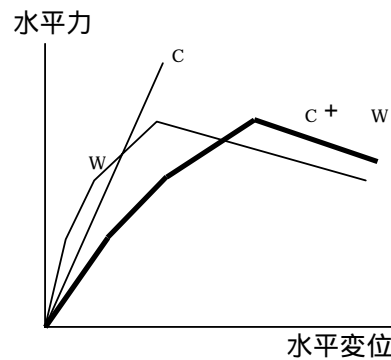


図7 図6のモデルに対する荷重変形関係

表3 標準的な柱の耐力 - 柱ヒノキの場合（単位：kN）

(1) 垂れ壁有効長さ $l_e = 900\text{mm}$ の場合

		垂れ壁の許容耐力 (kN/m)		
		1	2	3
柱の 小径	120mm 未満	0	0	0
	120mm 以上 150mm 未満	0.6	0.6	0.5
	150mm 以上 180mm 未満	0.8	1.3	1.8
	180mm 以上 240mm 未満	0.9	1.6	2.2
	240mm 以上	1.0	1.8	2.6

(2) 垂れ壁有効長さ $l_e = 1800\text{mm}$ の場合

		垂れ壁の許容耐力 (kN/m)		
		1	2	3
柱の 小径	120mm 未満	0	0	0
	120mm 以上 150mm 未満	0.6	0.5	0.5
	150mm 以上 180mm 未満	1.3	1.1	1.1
	180mm 以上 240mm 未満	1.6	2.7	2.1
	240mm 以上	1.8	3.4	4.7

木造住宅の補強・無補強試験体の震動台実験³⁾

1) 目的と概要

既存木造住宅の地震時崩壊挙動を把握するとともに、2004年に改訂された建築防災協会の「木造住宅の耐震診断と補強方法」による耐震診断・補強方法の妥当性を確認する目的で、既存住宅2棟の移築後、補強・無補強試験体の震動台による破壊実験が行われた。

なお、本実験は以下のメンバーによるグループで検討して実施したものである。研究総括：坂本功（東京大学大学院） 実験総括：箕輪親宏（防災科学技術研究所） 担当：植本敬大（国土交通省国土技術政策総合研究所） 五十田博（信州大学工学部）、中川貴文（建築研究所）、腰原幹雄（東京大学生産技術研究所）、杉本健一、青木謙治、鈴木憲太郎（以上、森林総合研究所）、三宅辰哉（日本システム設計）、藤田聡（東京電機大学）、古屋治（東京都立工業高等専門学校）、佐久間順三（設計工房佐久間）、平野茂（一条工務店）

2) 試験体概要

試験体として移築する物件を以下の条件で公募したところ、200件を超える応募があった。

- ・築年数：25～50年（昭和30年～55年建築）
- ・階数：2階建て
- ・構法：木造軸組構法（ツーバイフォー、プレハブは除く）
- ・場所：兵庫県内又は近傍
- ・棟数：最大2棟
- ・移築工事期間：可能な範囲で物件の都合に相応

応募物件の中から、これらの条件を満たし、かつ移築工事のための作業スペースを確保できる見通しがある、ほぼ同一仕様、同一建設年の2棟を選定した。

選定された物件は、兵庫県明石市に建つ、築30年の木造軸組構法2階建て住宅（以下、明石H邸と称する）である。外観を写真1に、各部の仕様を表4に示す。一部に軽微な改修等があるものの、2棟はほぼ同じ間取りである。この建設年代の典型的な木造住宅といえる。明石H邸について常時微動計測を行った結果を表5に示す。移築工事によるわずかな初期剛性の低下が認められる。

解体移築に当たっては、屋根、小屋組を手作業によって部材ごとに解体した後、鉛直方向は2階床梁と1階柱頭の間で分解、1階部分は基礎と土台を分離して、水平方向は、1階、2階ともに主振動方向（図8における南北方向）に沿って中央柱列の数

十cm東側で分解した。1階の玄関部分は、幅3.3mを超えないように玄関部分のみを分離し、別途輸送した。このように、できるだけ主加振方向の耐力に影響を与えないよう、1棟当たり5つのピースに分割し、移築後に切断部分の部材及び壁等を、元の耐力を目標として修復している。

なお、基礎については再利用せず、鉄骨架台を基礎と見立てて震動台上に設置した。



写真1 明石H邸移築前の外観（左がB棟、右がA棟）

表4 明石H邸の各部仕様、仕上げ表

部位	仕様・仕上げ
屋根	日本瓦葺き、葺き土あり
外壁	ラスモルタル、木張り下地
内壁	じゅらく塗り仕上げ、土塗り下地
天井	化粧石膏ボード、プリント合板(和室)
床	畳・フローリング
浴室	タイル(B棟)、ユニットバス(A棟)

表5 明石H邸常時微動観測結果

建物	測定時期 (建物の状態)	推定重量 (t)	1次卓越振動数(Hz)	
			X方向	Y方向
A棟	6月(現況)	30.5	8.4	5.5
	8月(天井撤去)	25.3	7.8	5.0
	11/16(移築後)	29.0	7.3	4.5
	11/17(微小加振後)	29.0	6.9	4.2
B棟	6月(現況)	30.5	7.2	4.9
	8月(天井撤去)	25.3	7.1	5.0
	11/16(移築後)	29.0	7.0	4.2
	11/17(微小加振後)	29.0	6.6	3.9
	11/20(補強工事後)	28.5	7.2	4.7

3) 耐震診断と補強方法

A 棟、B 棟について、補強前の状態で前述の建築防災協会「木造住宅の耐震診断と補強方法」の精密診断法（保有耐力診断法）を適用した結果、主振動方向である Y 方向の評点は、それぞれ 0.42、0.38 であった。B 棟の方が耐震診断の評点は低く、耐震性に劣っている。耐震補強は以下の考え方に基づいて B 棟に対して施した。

- ・兵庫県南部地震の激震に対しても倒壊に至らぬよう上部構造の評点 1.5 以上を目指す。
- ・精密診断のうち保有耐力診断法の評点によって補強計画の最終判断をする。そのほかの診断結果は、参考値とする。
- ・可能な限り、現状のプランを変えず、居住性等の機能が損なわれないようにする。
- ・特殊な金物を使用せず、誰でも入手できる一般的な材料（筋かい及び構造用合板）を用いた。
- ・接合部による低減や耐力要素の配置による低減がかからないよう、接合部を補強し、耐力要素をバランスよく配置する。
- ・接合部の先行破壊を避けるため、または極端に剛強な金物の施工の必要がないよう壁基準耐力の上限（14kN/m）を上回る壁を設置しない。
- ・外周壁のモルタルをはがすような壁補強は避け、可能な限り、内壁で補強する。

B 棟の補強工事施工箇所を図 8 に示す。B 棟 Y 方向の補強後

における耐震診断評点は 1.57 であった。

なお、各棟に劣化診断を実施し、一部に生物劣化(腐朽・蟻害)が認められたが、経年の割に軽微であったため、耐震診断では考慮しないこととした。

4) 入力地震波

1995 年兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された記録波形をフルスケールで入力した。入力波（ターゲット）の各成分の最大値を表 5 に示す。入力方向は NS 方向が建物の桁行(Y)方向となるようにした。

表 6 JR 鷹取波の各成分の最大値

	加速度 (gal)	速度(kine)	変位 (cm)
NS	641.7	149.2	86.33
EW	666.2	117.0	37.78
UD	289.5	16.50	11.15

4) 実験結果の概要

JR 鷹取波のフルスケール加振により、耐震補強をしなかった A 棟は倒壊し、耐震補強を施した B 棟は倒壊しなかった。震動台変位及び各棟の 1 階中央部における層間変位の時刻歴波形を図 9 に、加振前と A 棟倒壊の瞬間の様子を写真 2、写真 3 に示す。A 棟は地動の最大変位を示した時刻から約 2 秒後に倒壊している。倒壊しなかった B 棟においても、1 階の最大層間変形

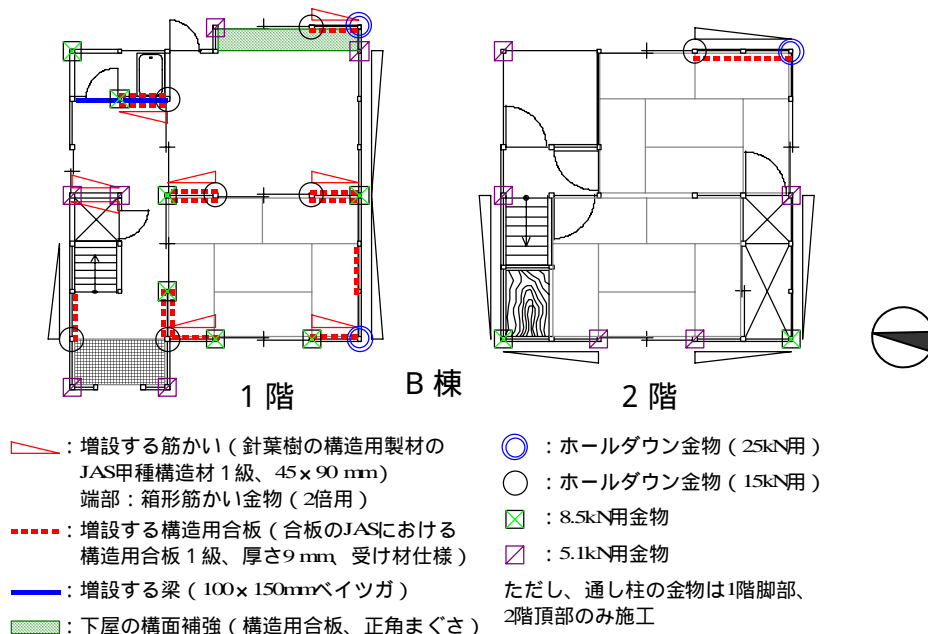


図 8 B 棟補強工事施工箇所

角は約 16 分の 1 に達し、補強した筋かいの引き抜け(1 箇所)、補強した構造用合板をとめ付けたくぎの引き抜けなどが確認された。

倒壊した A 棟の背面(写真手前)の下屋の鉛直構面は、1 階の傾斜の増大に伴って本体から分離して全体の倒壊方向と直交する方向に倒れており、水平力をほとんど負担していないことが見て取れる。補強した B 棟では、下屋の壁を補強すると同時に、下屋の天井面を構造用合板で補強したため、補強壁が有効に働いたと考えられる。

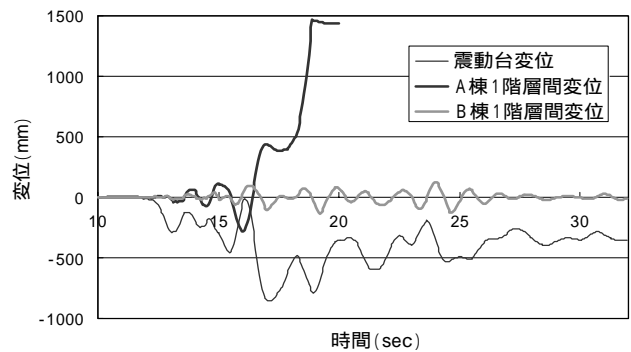


図9 震動台変位及び各棟の1階層間変位の時刻歴波形



写真2 加振前の試験体(右が無補強のA棟)



写真3 A棟倒壊の瞬間

まとめ

既存木造住宅の耐震診断・耐震補強は、我が国の地震被害を軽減化する上で喫緊の課題である。建築研究所では、ダンパーやラーメン架構を含む各種の耐震補強構法に対する性能評価法の開発、耐震性能に関する新しい知見を取り入れた「木造住宅の耐震診断と補強方法」の改訂作業への参画等を行ってきた。

これらの補強構法の性能評価法や耐震診断法の開発により、兵庫県南部地震クラスの大地震動に対しても倒壊を免れるような木造住宅の耐震補強設計が、実務においても十分可能となるだけの技術基盤が用意されたと言えよう。そのことは、述べた大都市大震災軽減化特別プロジェクトにおける震動台実験でも、明確に示されたと言える。

しかしながら、実際の既存木造住宅の耐震診断・耐震改修を進めるには、より安価かつ簡便で、生活の利便性や快適性を損なわない改修構法が求められている。のみならず、所有者、居

住者の側が耐震改修の必要性を認識することが重要であり、自らの住宅に適した耐震改修構法を選択できるようなわかりやすいシステムも有効かもしれない。

このような認識の元に、ユーザーの視点に立った木造住宅の合理的な耐震補強構法選択システムの開発を平成18年度以降の研究課題として掲げ、準備を進めているところである。

参考文献

- 1) 独立行政法人建築研究所・社団法人建築研究振興協会「木造住宅耐震補強構法の耐震性能評価マニュアル委員会報告書」2004年3月
- 2) 財団法人日本建築防災協会発行「木造住宅の耐震診断と補強方法」2005年2月(初版第3刷)
- 3) 榎本敬大、箕輪親宏、坂本功「木造戸建て住宅の耐震補強検証実験速報」日本地震工学会誌2006年1月